

## 若松大橋の耐震性能照査及び耐震性能向上策の検討

Seismic Performance Check and Improvement of Seismic Performance of the Wakamatsu Bridge

黒木 義治\*

高橋 和雄\*\*

中村 聖三\*\*\*

Yoshiharu KUROKI Kazuo TAKAHASHI Shozo NAKAMURA

**ABSTRACT** After the Southern Hyogo Earthquake in 1995, the Design Specifications for Highway Bridges 1996 (Japan) stated that existing bridges must be able to withstand level 1 and level 2 ground motions. In bridges connecting detached islands, the length width ratio is higher than other bridges, so they have lower stiffness in the out-of-plane direction. That is why, it is necessary to estimate the earthquake resistance. In Nagasaki Prefecture many bridges connecting detached islands have been constructed using seismic coefficient method.

This paper examines the seismic performance check and proposes improvement of seismic performance of the Wakamatsu Bridge.

**Keywords:** トラス橋, 非線形地震応答解析, 耐震性能照査, 制震ダンパー, 免震支承

*Truss bridge, nonlinear seismic response analysis, seismic performance check, damper, seismic isolation bearing*

### 1. はじめに

平成7年の兵庫県南部地震を契機として、翌平成8年の道路橋示方書<sup>1)</sup>(以下、道示と記す)の改定により、新設される道路橋と同様に既設道路橋に対しても、レベル1およびレベル2地震動に対する耐震性能の確保が求められている。

長崎県内に多く建設されている離島架橋では交通量が少ないため2車線の道路が多く、幅員の割に橋長が長いことから面外方向の剛性の不足が懸念されている。しかし、長崎県における既設離島架橋の多くが非線形地震応答の検討は行われていないのが現状である。離島架橋は島と島を結ぶ動脈であるため、地震に対し

て安全を確保しておくことが必要である。

また、耐震補強について、現行の道示・V耐震設計編によると、非常に稀にしか発生しないレベル2地震動に対しては、構造物に限定された損傷を許容する設計が可能となっている。

近年では、損傷が集中する部材の替わりに積極的かつ安定したエネルギー吸収をさせる目的で制震ダンパーを用いる制震対策、また、橋脚と桁の間の支承部分に設置される免震支承を用いた免震対策も同様に耐震性向上策として頻繁に採用されている。ところが、これまで既設のトラス橋を対象とした動的解析が行われた例はあるものの、レベル2地震動に対する長大トラス橋の耐震設計事例は少ないようで

\*工修 元長崎大学大学院学生

(〒852-8521 長崎市文教町1番14号)

\*\*工博 長崎大学工学部教授

(〒852-8521 長崎市文教町1番14号)第2種正会員

\*\*\*博(工) 長崎大学工学部准教授

(〒852-8521 長崎市文教町1番14号)第2種正会員

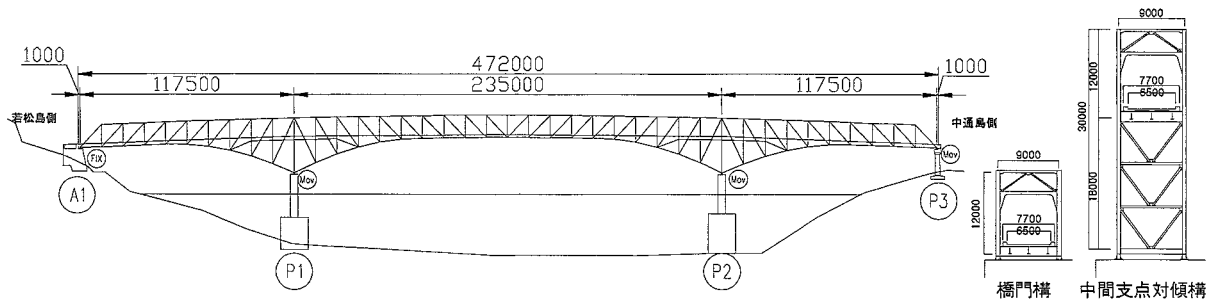


図-1 解析対象橋梁一般図(単位: mm)

ある<sup>2)</sup>。

そこで本研究では、離島長大トラス橋である若松大橋の地震応答特性を明らかにするとともに、耐震性能照査を行い、耐震性能向上策について解析的検討を行う。耐震性能を向上させる方策としては、制震ダンパーの適用や支承の免震化などによる応答値の低減効果について検討する。

## 2. 解析対象橋梁の概要<sup>3)</sup>

本研究において解析対象橋梁とする若松大橋は、長崎県本土の西部に位置する五島列島の若松島と中通島を結ぶ一般県道若松白魚線の一部であり、若松島と上中島間の若松瀬戸に架かる離島架橋である。本橋は、平成3年9月の供用開始から16年経過している。

トラス部分の中央径間は235m、側径間は117.5m、主構間隔9m、有効幅員6.5mである(図-1)。上部構造は橋軸方向に対してA1橋台部において1点固定されており、P1、P2、P3橋脚部では可動の固定可動構造で非対称となっている。支承構造については、固定支承(A1)は鋼製ピン支承、可動支承(P1、P2、P3)は鋼製ピンローラー支承である。

## 3. 要求耐震性能の設定

本橋の要求耐震性能は、道示・V耐震設計編に基づき、レベル2地震動に対して、耐震性能2(地震による損傷が限定的なものにとどまり、橋としての機能回復が速やかに行い得る性能)を確保することとした。

レベル2地震動に対する要求耐震性能(耐震性能2)を満足させるための具体的な要求性能を表-1に示す。

本研究では、上弦材や下弦材などの主構部材を主要部材とし、横構や対傾構などの非主構部

表-1 耐震性能2を満足するための要求性能

部材	要求性能
主要部材	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態。
二次部材	損傷を許容する。

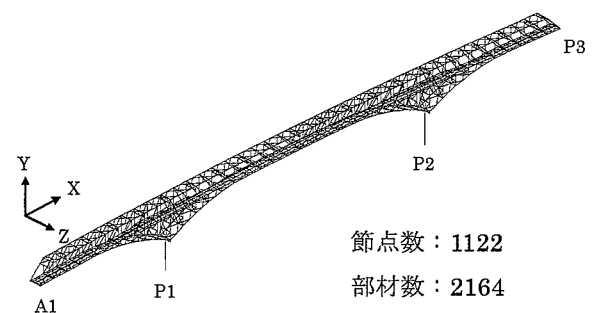


図-2 解析モデル

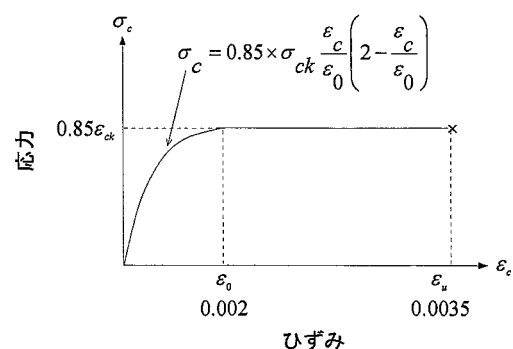
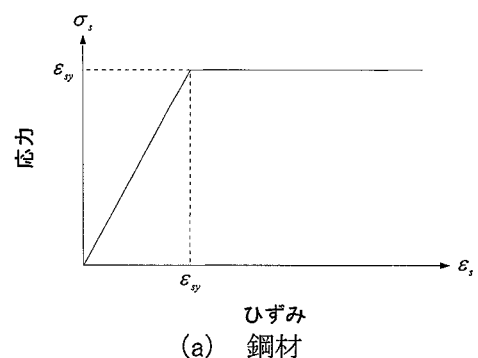
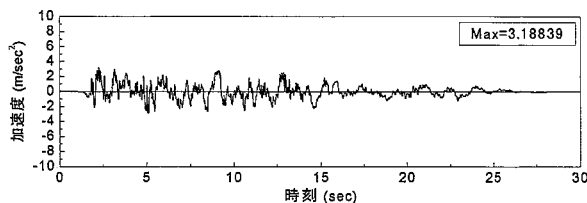


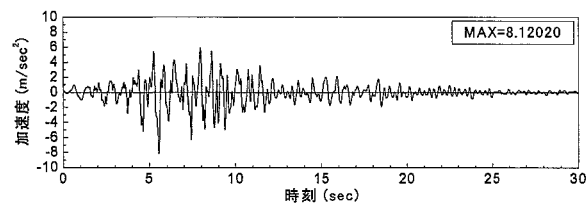
図-3 材料構成則

表-2 解析方法の概要

解析方法	時刻歴応答解析(直接積分法)
数値積分方法	Newmark $\beta$ 法( $\beta=1/4$ )
積分時間間隔	1/400 秒
減衰	Rayleigh 減衰
入力地震波	タイプ I, II 地震動
地盤種別	I 種地盤
地域別補正係数	Cz=0.7(長崎県)



(a) T111 地震波形



(b) T211 地震波形

図-4 地震動の加速度波形

材を二次部材としている。

#### 4. 解析概要

解析モデルは、全トラス部材および橋脚をはり要素を用いて3次元骨組モデルとした(図-2)。RC 床版については剛性を考慮し、トラス部材とともに材料非線形性を考慮しているが、幾何学非線形については考慮していない。材料非線形性については、軸力変動および2軸曲げを考慮できるファイバーモデルを用い、材料構成則については鋼材を完全弾塑性モデル、コンクリートをコンクリート標準示方書モデルとしている(図-3)。支承は線形バネ要素によりモデル化している。

質量は、各節点に質量を集中させる集中質量系モデルとした。

なお、固有振動解析および地震応答解析には土木・建築向け汎用プログラム TDAPⅢを用いた。

地震応答解析における解析方法の概要を表-2に示す。

地震応答解析に用いた入力地震波は、道示・V耐震設計編に基づくレベル2地震動のI種地

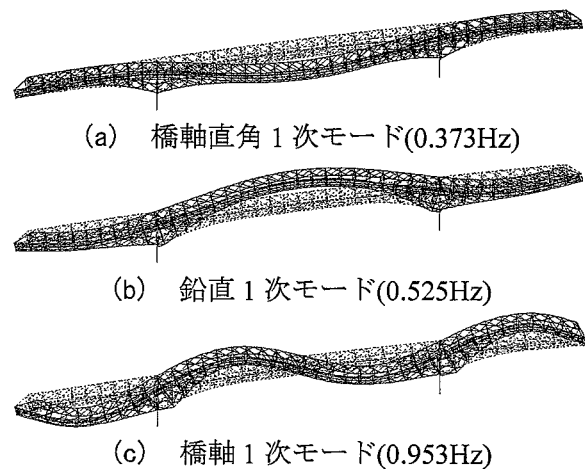
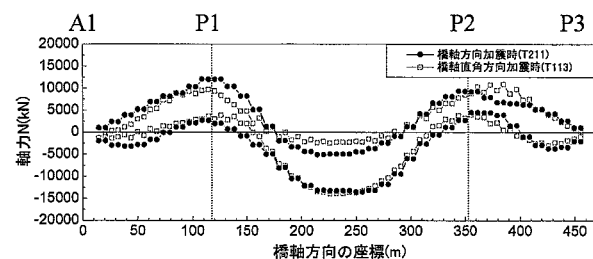
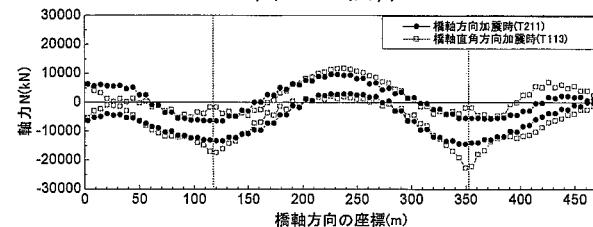


図-5 主要固有振動モードおよび振動数



(a) 上弦材



(b) 下弦材

図-6 最大応答軸力

盤用のタイプ I (T111、T112、T113)およびタイプ II (T211、T212、T213)の6個の標準波形である。入力地震波は地域別補正係数で振幅補正し、橋軸方向および橋軸直角方向にそれぞれ別個に入力した。タイプ I とタイプ II 地震動の代表的な地震波形を図-4に示す。

#### 5. 解析結果

##### 5.1 固有振動特性

固有振動解析を行って得られた結果の一例として、若松大橋の主要固有振動形を図-5に示す。

本橋の1次振動モードは、図-5(a)に示す橋軸直角1次モードである。

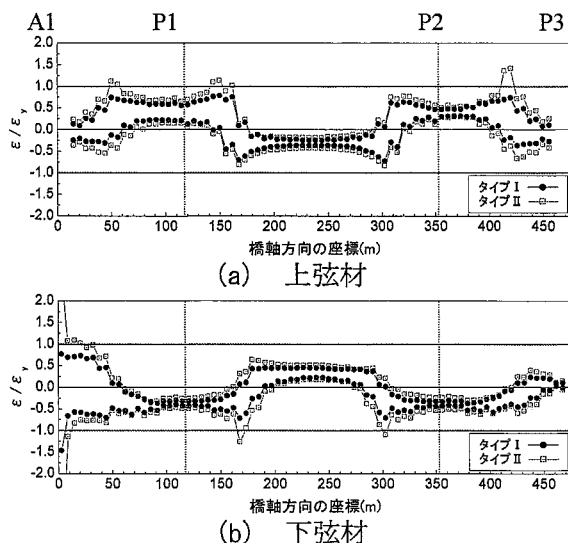


図-7 橋軸方向加震時の無次元ひずみ

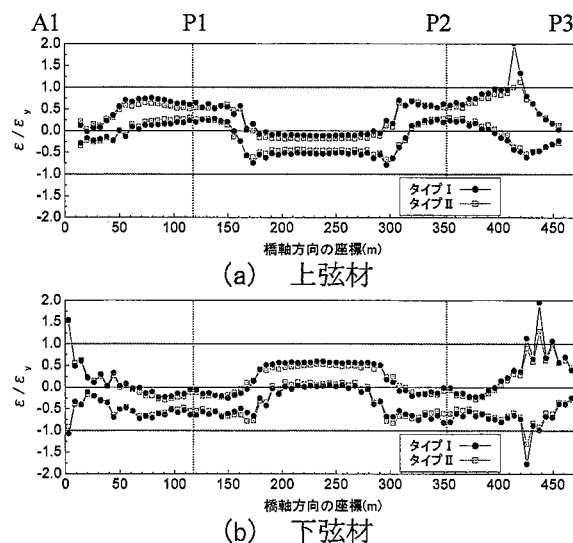


図-8 橋軸直角方向加震時の無次元ひずみ

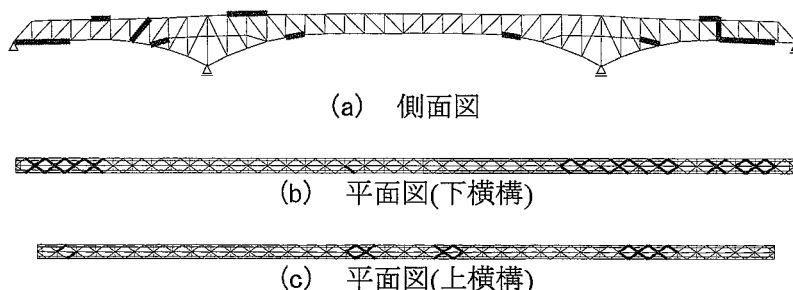


図-9 現況照査結果(降伏耐力超過部材)

## 5.2 地震応答特性

本稿では非線形地震応答解析結果の一例として、卓越した応答結果を示す。タイプⅠでは T112、タイプⅡでは T211 地震波入力時の上・下弦材における最大応答軸力を図-6 に示す。

上弦材では、中間支点上は引張り軸力、スパン中央部で圧縮軸力が大きい。一方で、下弦材では、中間支点上で圧縮軸力、スパン中央部で引張り軸力が支配的となっていることがわかる。

また、A1 支承近傍の下弦材において、軸力が卓越しているのは支承を固定しているためと考えられる。

## 5.3 現況の耐震性能照査

本橋の耐震性能照査は 3 地震波入力時における部材最外縁の最大ひずみの平均値  $\varepsilon$  と降伏ひずみ  $\varepsilon_y$  の比によって部材が降伏するか否かを判別した。その際、 $|\varepsilon/\varepsilon_y| > 1$  のとき部材が降伏したものとしている。

また、座屈については、道示・Ⅱ鋼橋編の許容軸方向圧縮応力度の基準となる基準耐荷力により評価している。

現況の耐震性能照査結果の一例として、図-7、8 に橋軸方向および橋軸直角方向加震時における主要部材である上下弦材の無次元ひずみを、図-9 に降伏耐力超過部材(図中の太線箇所が降伏耐力を超過する部材である)をそれぞれ示す。

橋軸方向加震時、橋軸直角方向加震時ともに、主要部材である上下弦材において塑性化する部材が見受けられるなど、その他主要部材、横構等の二次部材においても多数の部材で降伏耐力を上回る結果となり、要求耐震性能を満足しないことが明らかとなった。

特に、タイプⅡ地震動が橋軸方向に作用した場合、A1 固定支承近傍の下弦材では力が集中するため、降伏ひずみの 3 倍以上の応答値となった(図-7)。

側径間中央部上弦材において塑性化してい

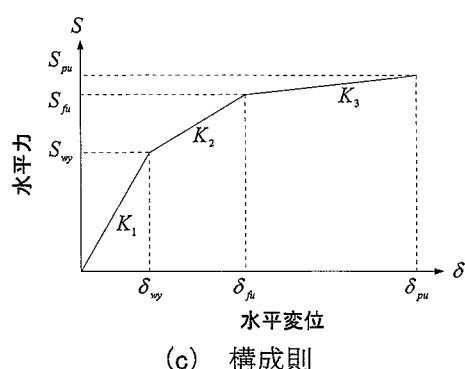
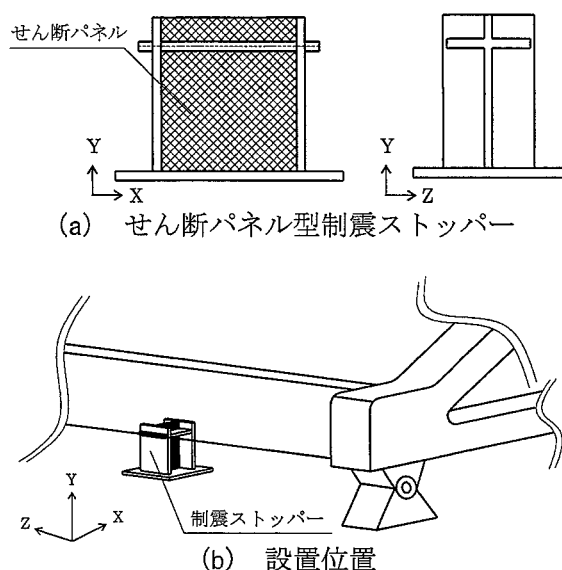


図-10 制震ストッパーの概要

るのは、変位が大きく生じることにより引張りひずみが集中しているためと考えられる。

また、本稿には示していないが、固定支承近傍の下弦材およびスパン中央近傍の下弦材では最大軸力が部材の耐荷力を上回り、座屈する結果となった。

以上のことから、若松大橋では要求耐震性能を確保するために、耐震性能の向上について検討する必要がある。

## 6. 耐震性能向上策の検討

### 6.1 対策の方針

耐震性能を向上させる策として、部材断面を補強することで耐力を向上させる方法、または制震・免震装置により応答値の低減を図る応答制御方法に大別される。

現況の耐震性能照査の結果では多くの部材に損傷が考えられることから、部材断面の補強を実施する場合、死荷重の増加による下部工の

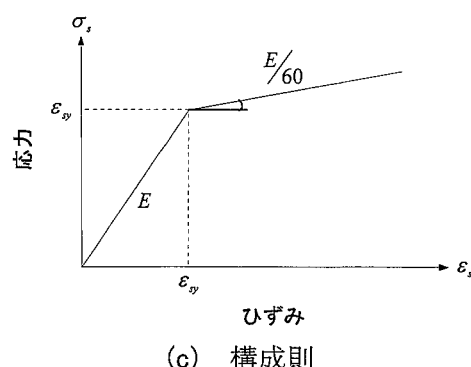
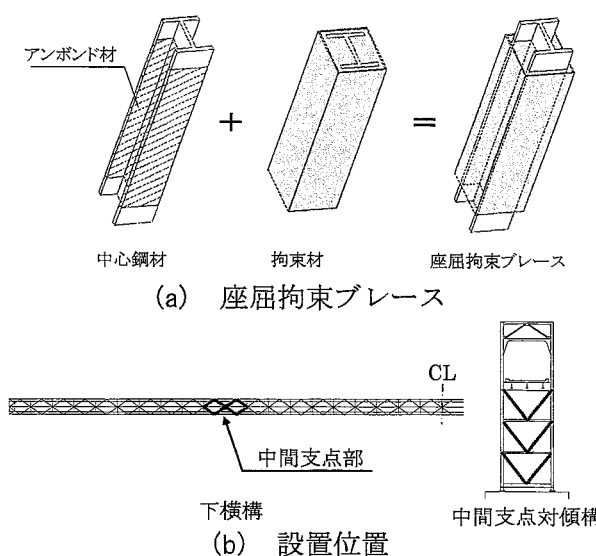


図-11 座屈拘束ブレースの概要

強度不足などの問題が挙げられるほか、不経済となるケースも少なくない。

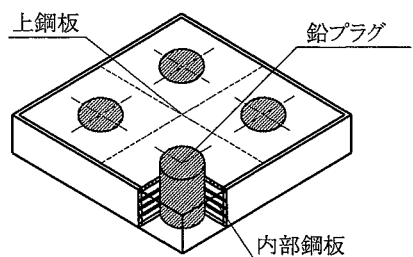
そこで本検討では、制震ダンパーを設置する方法と現鋼製支承を免震支承に取り替える応答制御方法についてそれぞれ動的解析を実施した。

#### 6.1.1 制震ダンパーの設置

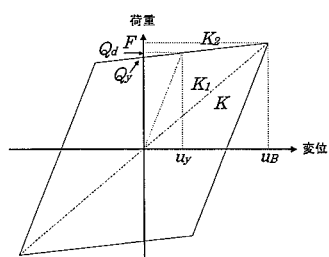
制震ダンパーとしては、橋軸方向地震に対してせん断パネル型制震ストッパー<sup>4)5)</sup>(以下、制震ストッパー)を、橋軸直角方向地震に対しては座屈拘束ブレース(以下、BRB)を設置することを想定した。

制震ストッパーは A1 固定支承位置に設置し(図-10)、常時やレベル 1 地震時には補強前の固定可動構造のままで、レベル 2 地震時には制震ストッパーのせん断パネルが降伏し、制震部材としてエネルギーを吸収する。

BRB は圧縮力を受けた際に座屈を起こさな

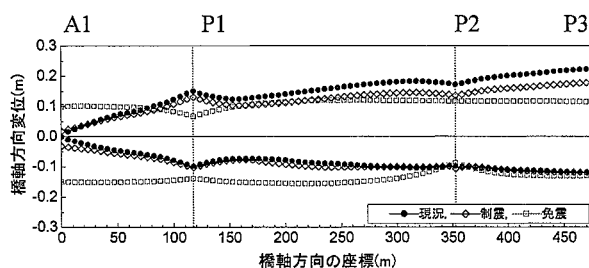


(a) 鉛プラグ入り積層ゴム支承

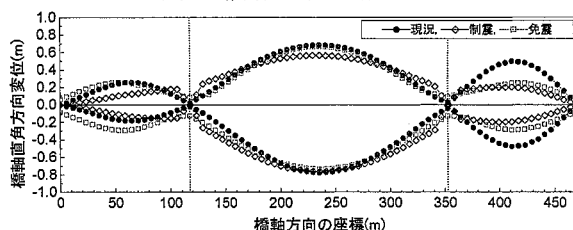


(b) 構成則

図-12 鉛プラグ入り積層ゴム支承の概要



(a) 橋軸方向加震時



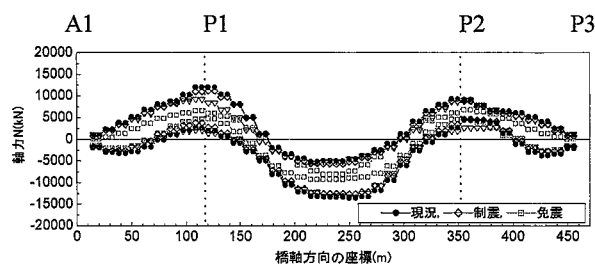
(b) 橋軸直角方向加震時

図-13 下弦材の最大応答変位の比較

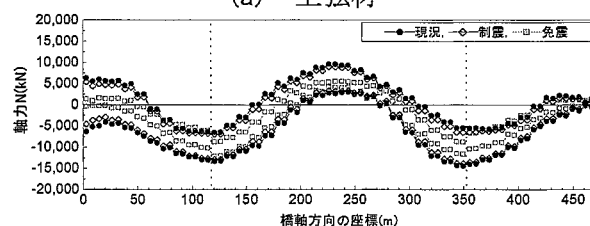
いように、芯となる中心鋼材を鋼管とコンクリートで拘束したブレース材であり、レベル1地震には弾性域内の応答で留まり、レベル2地震時には早期に塑性域まで達し、エネルギー吸収する履歴型ダンパーである<sup>2)</sup>。

設置箇所については、本稿には示していないが別途検討した結果最も効果が得られると考えられる中間支点部の下横構および中間支点对傾構斜材部に設置する方針とした(図-11)。

モデル化については、BRBはトラス要素とし、材料構成則はバイリニア型を用い(2次勾配を1次勾配の1/60とした)、制振ストッパーについ

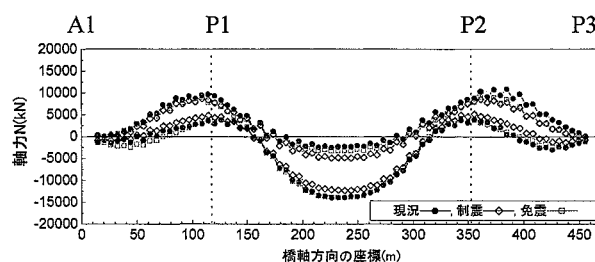


(a) 上弦材

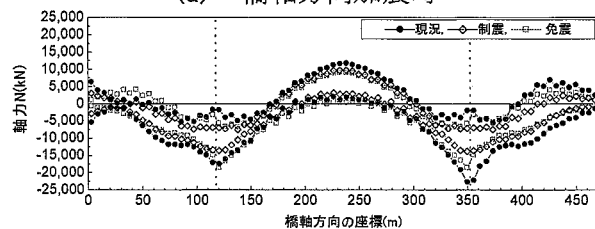


(b) 下弦材

図-14 最大応答軸力の比較(橋軸方向加震時)



(a) 橋軸方向加震時



(b) 橋軸直角方向加震時

図-15 最大応答軸力の比較  
(橋軸直角方向加震時)

ては非線形ばね要素によりモデル化し、移動硬化トリリニアを用いた。

### 6.1.2 免震支承への取り替え

現鋼製支承を免震支承に取り替えることについて、免震支承には鉛プラグ入り積層ゴム支承(図-12)を用いることとした。

モデル化については、非線形ばね要素を用い、非線形履歴モデルは道路橋支承便覧<sup>6)</sup>に基づき、バイリニアモデルとした。

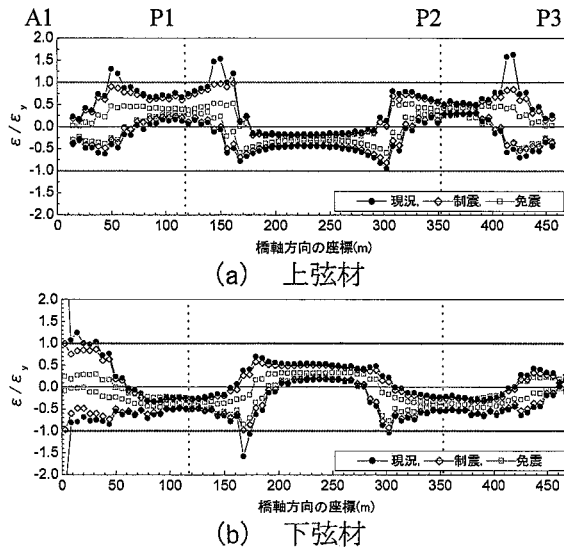


図-16 無次元ひずみの比較(橋軸方向加震時)

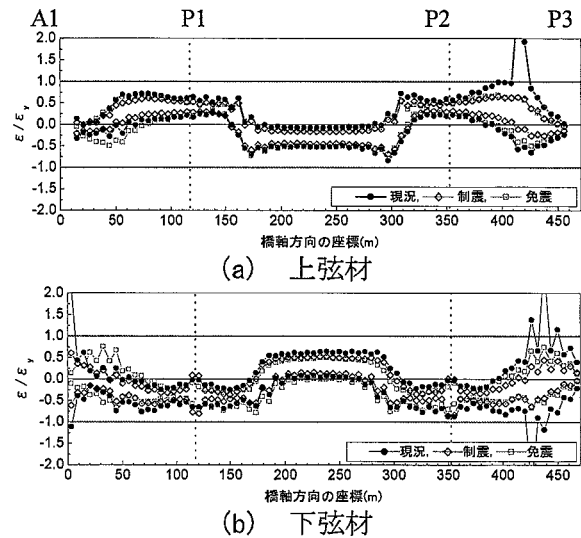


図-17 無次元ひずみの比較  
(橋軸直角方向加震時)

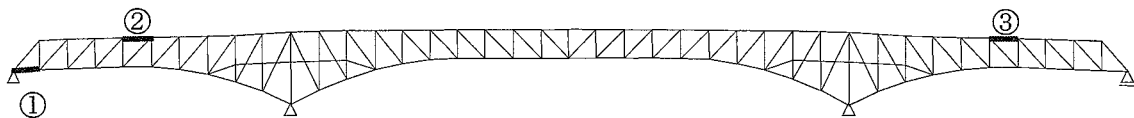


表-3 ひずみ低減率

部材		橋軸方向加震時		橋軸直角方向加震時	
		制震	免震	制震	免震
①	固定支承近傍下弦材	58.6%	96.2%	72.7%	93.6%
②	側径間中央部上弦材	30.4%	64.5%	27.6%	6.4%
③	側径間中央部上弦材	47.8%	74.1%	78.1%	78.2%

## 6.2 対策の効果

耐震性能向上策の効果について対策前と対策後の応答値を比較することにより評価する。

以下、制震ダンパーを設置したモデルを制震モデル、免震支承へ取り替えたモデルを免震モデルとする。

結果の一例として、図-13 に下弦材の最大応答変位、図-14、15 に橋軸方向および橋軸直角方向加震時における上下弦材の最大応答変位軸力、図-16、17 に橋軸方向加震時および橋軸直角方向加震時における上下弦材の無次元ひずみを示す。なお、これらの比較図最も不利となった地震動により行っている。

また、表-3 にはひずみ低減率を示している。

免震モデルにおいては橋軸方向震時に A1 橋台部で免震化により変位が大きくなるが、耐震性能の向上を図ることにより、応答変位が小さくなっている。なお、制震モデルにおいて制震

ストッパーの変形に伴い変位が生じていることが確認できる。

軸力においては制震、免震モデルともに現況と比較して、軸力変動が小さくなることにより最大応答軸力が小さくなっていることがわかる。

制震モデルについて、橋軸方向加震時には、制震ストッパーのエネルギー吸収により固定支承 A1 付近の下弦材で最大軸力が 27.5%低減される。橋軸直角加震時には、BRB の効果によりスパン中央部上弦材で軸力が 12.1%、固定支承 A1 近傍下弦材で 51.4%の軸力の低減が得られ、作用断面力の減少につながった。

これらの作用断面力の低減に応じて、上・下弦材では降伏部材はなくなることが確認できる(図-16、17)。

固定支承近傍の下弦材においては、58.6%程度のひずみ低減がみられる。その他塑性化して

いた多数の部材においても、ひずみが低減され主要部材では塑性部材はなくなり、二次部材では一部損傷部材は残るものの損傷部材を多数減少させることができた。

免震モデルにおいても、制震モデル同様に応答値を大幅に軽減できた。特に、橋軸方向加震時では、図-13(a)に示す通り、軸力変動が最も小さい。

現況モデルでは、支承が固定であるためA1支承近傍の下弦材にひずみが集中していたが、免震化により橋軸方向加震時では96.2%ものひずみが低減されるなど、その他部材でもひずみが低減でき、主要部材だけでなく二次部材においても弾性域に収めることができた。

## 7. おわりに

本研究では、既設長大トラス橋である若松大橋の地震応答特性を明らかにするとともに耐震性能照査を行った。

結果として、現況のままではレベル2地震クラスの強地震が作用した場合、二次部材だけでなく主要部材においても多数損傷を受け、要求耐震性能を満足しないため、耐震性の向上を検討する必要があることが明らかとなった。

そこで、上部工の耐震性能を向上させる方策として制震ダンパーの設置や現鋼製支承を免震支承へ取り替える方法について解析的検討を行った。

その結果、耐震性能向上策を講じることでより要求耐震性能を満足することができる知見を得た。

最後に今後の課題として、制震ダンパーの設置および免震支承へ取り替える方法の経済性、施工性について定量的な検討を行い若松大橋の耐震性能向上策について検討する次第である。

## 参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説(V耐震設計編)，2002.3
- 2) (社)日本鋼構造協会：鋼橋の耐震・制震設計ガイドライン，2006.9
- 3) 長崎県：若松大橋工事誌，1993.3
- 4) 橋梁用デバイス研究会((株)横河ブリッジ，高田機工(株)，川口金属工業(株))：せん断パネル型制震ストッパー設計・施工要領，2006.10
- 5) 八木和也，谷中聡久，尾下里治：橋梁における抵降伏点鋼板を用いたせん断パネル型ダンパーの提案，横河ブリッジグループ技報，No.35，pp.40-47，2006.1
- 6) (社)日本道路協会：道路橋支承便覧，2004.4